

Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC-2 y EC-8

Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8

J.C. Vielma⁽¹⁾, A. Barbat⁽¹⁾ y S. Oller⁽¹⁾

Recibido | Received: 02-05-2008
Aceptado | Accepted: 09-12-2008

Resumen

El Proyecto por Prestaciones de edificios contempla una serie de Estados Límite que el proyectista debe aplicar a los edificios emplazados en zonas sísmicas. Sin embargo, actualmente existe la dificultad de poder incorporar estos Estados Límite en el proyecto convencional de estructuras. En este trabajo se estudia la determinación objetiva de los umbrales de daño correspondientes a unos Estados Límite específicos, aplicando criterios con base en desplomes relativos de niveles, calculados a partir de la respuesta no lineal de los edificios porticados de hormigón armado, proyectados según las disposiciones normativas del EC-2 y EC-8. Los resultados muestran que los valores de los umbrales de daño son prácticamente independientes de la altura del edificio y que se pueden incorporar al proceso de proyecto de forma racional, correlacionándolos además con los índices de daño sísmico, para facilitar la evaluación rápida de la respuesta sísmica de los edificios de hormigón armado.

Palabras clave: Proyecto por prestaciones, Estados Límite, Umbrales de Daño Sísmico, Índice de Daño Sísmico.

Abstract

Performance-based design procedures include a set of Limit States that the designer has to apply in order to produce an adequate seismic resistant building. However, nowadays it is difficult to incorporate these Limit States into conventional seismic code procedures. This paper studies the objective determination of the damage threshold for some specific Limit States by using criteria based on the interstory drift computed from the non-linear response of reinforced concrete framed buildings, designed according to EC-2 and EC-8 provisions. The results show that the values of the thresholds of damage are practically independent of the height of the building and that can be incorporated into the design process in a rational way, correlating the damage thresholds with seismic damage index, in order to obtain an efficient assessment of the seismic response of the framed reinforced concrete buildings.

Key words: Performance-based design, Limit States, Seismic Damage Thresholds, Seismic Damage Index.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), UPC. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).

Persona de contacto / Corresponding author: jcvielma@ucla.edu.ve

1. INTRODUCCIÓN

Los Estados Límite del Proyecto por Prestaciones de edificios de hormigón armado representan estados ideales dentro de los que el proyectista desea que se comporte dicho edificio, correspondiendo a cada Estado Límite un determinado nivel de daños resultantes de la acción de un terremoto. Estos Estados Límite van desde estado del edificio sin daños, hasta llegar al umbral de colapso de la estructura, pasando por unos Estados Límite intermedios que contemplan igualmente niveles intermedios de daño.

Hasta la fecha se ha admitido que el proyecto por prestaciones resulta más adecuado que el proyecto por resistencia, tal como se viene aplicando en las normas de proyecto sismorresistente, sin embargo, no termina de aplicarse de forma extendida porque existen dificultades más de orden práctico que conceptual, que han impedido dicha aplicación. Una de estas dificultades consiste en la falta de definición de los Estados Límite, en función de cantidades o parámetros de uso ingenieril. En este sentido, algunas investigaciones han procurado lograr definir valores para los Estados Límite, sin embargo, los criterios aplicados no siempre han tenido un fundamento objetivo.

Una de las mayores dificultades de cara a la determinación de los valores de los Estados Límite, tiene que ver con respecto a qué característica de la respuesta de los edificios resulta conveniente para expresar un estado de daño. Esta dificultad ha sido superada, pues existe un verdadero consenso al asumir como variable de control a los desplomes del nivel de cubierta. Esto se debe a la extendida aplicación del análisis no lineal con empuje incremental (Pushover Analysis) que relaciona el cortante en la base contra los desplomes del nivel de cubierta. La otra dificultad tiene que ver con la elección

de los criterios que se aplican para determinar el instante en el cual se ha alcanzado un nivel de daño definido de acuerdo con algún Estado Límite. Uno de los criterios aplicados, Calvi [1], consiste en establecer estados de daño a partir de los desplomes relativos de niveles consecutivos. Son desplomes relativos correspondientes a estados de daño específicos, determinados mediante procedimientos experimentales. Para ilustrar el concepto es necesario definir los desplomes relativos, para lo que debe observarse la Figura 1.

Donde el desplome relativo del nivel C-1 del edificio se calcula mediante la Ecuación (1):

$$\delta_{C-1} = \frac{\Delta_{C-1} - \Delta_{C-2}}{H_{C-1} - H_{C-2}} \quad (1)$$

siendo Δ_{C-1} y Δ_{C-2} los desplomes de los niveles C-1 y C-2 respectivamente, mientras que H_{C-1} y H_{C-2} son las alturas de los niveles C-1 y C-2 respectivamente.

Diversos autores han correlacionado valores de los desplomes relativos con el nivel de daño tanto estructural como no estructural. Dentro de los trabajos en esta área se pueden citar los siguientes:

Calvi [1]. Este autor relaciona los valores de los desplomes relativos de entrepiso con los Estados Límite de los edificios. Considera la aplicación de cuatro Estados Límite, que van desde el más leve hasta el colapso total de la estructura.

– Estado Límite 1. No ocurre ningún tipo de daño ni en los elementos estructurales ni en los no estructurales para este Estado Límite los desplomes relativos de entrepiso deben encontrarse dentro de los valores de 0,1% y 0,3 %.

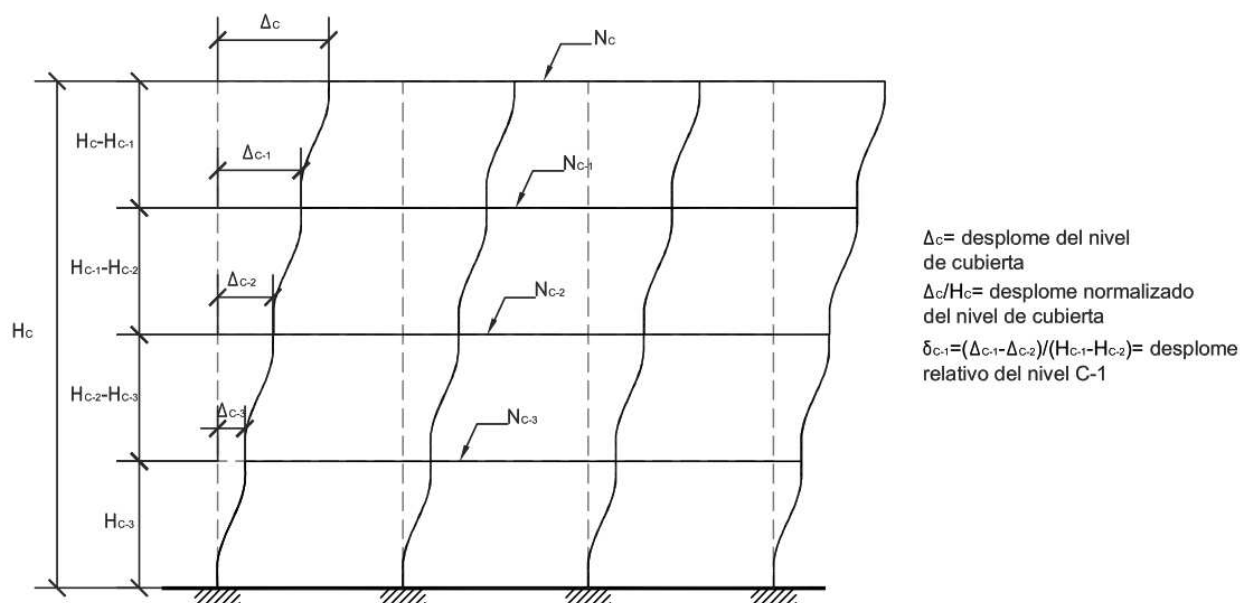


Figura 1. Desplomes absolutos y relativos de un edificio.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

- *Estado Límite 2.* Este es un estado en el que se alcanzan daños menores en los elementos estructurales y moderados en los elementos no estructurales, permitiendo la inmediata ocupación del edificio, sin que sea preciso proceder a reparación y/o refuerzo estructural de relativa importancia. Fija como valores de desplomes relativos de entrepisos los comprendidos entre 0,3% y 0,5 %.
- *Estado Límite 3.* Es un estado en el que se tiene significativo daño estructural y extensos daños de elementos no estructurales. El edificio requiere reparación y/o refuerzo, sin embargo no alcanza el colapso, por lo que permite la preservación de vidas. El grado de reparación debe ser tal que permita que esta sea no sólo factible desde el punto de vista técnico sino también económico. Los desplomes relativos de entrepiso alcanzan valores entre 0,5% y 1,5%.
- *Estado Límite 4.* Se alcanza el colapso de la estructura y esta deberá ser demolida ya que su reparación no es posible ni conveniente. Los valores que alcanzan los desplomes relativos de entrepiso superan el valor de 1,5 %.

Kappos y Manafpour [2]. En su propuesta de proyecto de edificios de hormigón sugieren la revisión del procedimiento conforme a dos Estados Límite. Los autores sugieren que estos Estados Límites sean el de servicio y el Estado Límite último, aunque solamente proponen valores de verificación de desempeño para el Estado Límite de Servicio, mediante dos criterios. El primer criterio consiste en limitar la máxima deriva de entrepisos a valores ubicados dentro del rango siguiente: 0,02 y 0,05, y para cerramientos, si son muy frágiles como corresponde a la mampostería usual se asume el valor más bajo, si los materiales son cerramientos más flexibles, se puede asumir valores más altos para este criterio.

El segundo criterio limita los valores de las rotaciones de las rótulas en las vigas, asumiendo los recomendados en el FEMA 273 [3], en el que se recomiendan valores de 0,005 radianes para las vigas. Otra forma de aplicar este mismo control consiste en limitar la ductilidad de rotación a valores entre 1 y 2.

Mwafi y Elnashai [4]. Combinan criterios de fallos locales y globales. Los criterios de fallo se fundamentan en la curvatura de las secciones de hormigón armado y en que no se supere la resistencia nominal a cortante. Los criterios globales requieren la comparación con el desplome máximo del edificio limitándola a un valor del 3% de la altura total del edificio, además de los desplomes relativos. Adicionalmente se aplica un criterio de comprobación de estabilidad que relaciona el coeficiente de fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas de nivel con los desplomes máximos probables alcanzados. De manera complementaria fijan los siguientes criterios locales y globales para los que se alcanza el fallo:

- Formación de rótula plástica en columna
- Reducción súbita de la capacidad resistente mayor al 10% del valor alcanzado en el incremento de cargas anterior.
- Que la sensibilidad del desplome de piso supere el valor de 0,3.

Lu [5]. Muestra mediante ensayos bajo carga cíclica realizados sobre modelos a escala representativos de diferentes configuraciones de edificios de hormigón armado que para edificios porticados la respuesta histerética se mantienen estable para desplomes relativos del nivel máximo inferiores al 2,4% de la altura máxima del edificio y que esta muestra una rápida degradación en rigidez y resistencia para valores de desplomes relativos que superan el 3% de la altura del edificio.

Balendra y Huang [6]. Al aplicar el análisis estático inelástico a edificios de acero, aplicaron los criterios siguientes, algunos de los cuales pueden generalizarse como criterios de fallo de edificios porticados:

- El desplome relativo se limita a un valor máximo del 2 %.

– Capacidad de rotación, que indica el fallo localizado en un elemento específico de la estructura. Es un criterio aplicable más bien a estructuras metálicas.

Es importante indicar que los desplomes relativos se aplican en las normas de proyecto sismorresistente como criterio de evaluación del dimensionamiento de las secciones transversales de vigas y pilares y también como requisito para limitar el daño en elementos estructurales y no estructurales.

El procedimiento contempla la determinación de los desplomes relativos a partir de los desplomes de niveles consecutivos, calculados mediante el análisis elástico, una vez que el edificio ha sido sometido a las cargas sísmicas. Los desplomes elásticos se transforman en desplomes inelásticos mediante la amplificación de los primeros al multiplicarlos por la ductilidad de proyecto μ . En el EC-8 los desplomes inelásticos se obtienen mediante la multiplicación de los desplomes elásticos por el factor de comportamiento q , que depende de la ductilidad de proyecto, entre otros factores, Vielma *et al.* [7]. Otro de los criterios contenidos en el articulado del EC-8 relativo a la aplicación de los desplomes relativos en el proyecto sismorresistente de edificios, es el conocido como índice de sensibilidad θ , que se calcula mediante la Ecuación (2):

$$\theta = \frac{P_{Tot} \cdot d_r}{V_{Tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2)$$

siendo P_{Tot} el peso total del edificio, d_r es el desplome relativo entre niveles consecutivos, V_{Tot} es el cortante en

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark



Figura 2. Alzado de los edificios estudiados.

la base total y h es la altura entre los niveles consecutivos. Si la condición anterior se cumple para todos los niveles consecutivos del edificio, no es necesario considerar los efectos de segundo orden (efecto $P-\Delta$) en el análisis de la estructura. Este índice de sensibilidad se verificará a partir de los resultados obtenidos del análisis no lineal de los edificios de este estudio.

Una forma eficiente de aplicar los umbrales de daño en la evaluación de la respuesta global de los edificios se logra aplicando el concepto de ductilidad por prestaciones μ_{pp} definida por Vielma [8] como:

$$\mu_{pp} = \frac{\Delta_{pp}}{\Delta_Y} \quad (3)$$

En la Ecuación (3) Δ_{pp} es el desplome normalizado correspondiente a un Estado Límite definido por el proyectista y Δ_Y es el desplome de plastificación obtenido de la respuesta estática no lineal.

2. PROCEDIMIENTO

Para calcular los umbrales de daño sísmico, en esta investigación se aplica un enfoque determinista, por lo

que es necesario definir una serie de casos representativos de edificios porticados de hormigón armado. Los casos seleccionados se incluyen en grupos de edificios con 3, 6, 9 y 12 niveles, para cada altura se incluye un número de vanos que varía entre 3, 4, 5 y 6 sólo en la dirección y . En la Figura 2 se observan los alzados de los edificios estudiados, mientras que en la Figura 3 se muestran las plantas con el número de vanos variable. Los forjados de los edificios son del tipo unidireccional, de acuerdo con esto, los pórticos quedan definidos como pórticos de carga en la dirección x y como pórticos de arriostramiento lateral en la dirección y .

Estos edificios se proyectan conforme a las disposiciones del Eurocódigo-8 [9], considerando emplazamiento sobre suelo tipo 2, aplicando una ductilidad estructural μ de seis. En la Figura 4 se muestran los espectros de proyecto tanto el elástico como el inelástico. Las fuerzas sísmicas se han calculado aplicando el análisis dinámico modal-espectral, para una aceleración básica del terreno de 0,3g. Las características de los edificios permiten su clasificación como regulares tanto en planta como en elevación, por lo que no es necesario aplicar ninguna penalización en la determinación del factor de comportamiento q .

El proyecto de las secciones de los pilares y vigas se ha realizado aplicando las prescripciones especiales del

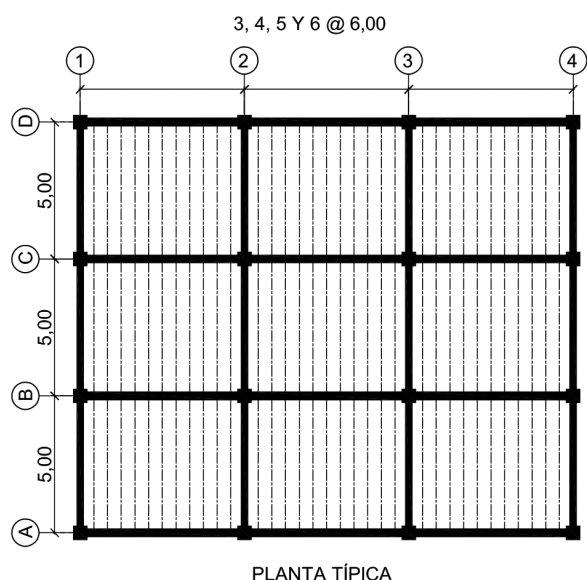


Figura 3. Planta típica de los edificios estudiados.

Eurocódigo-2 [10], para el caso de edificios emplazados en zonas de alta sismicidad. Estas prescripciones permiten que los edificios dispongan de capacidad para disipar energía al ser sometidos a las cargas cíclicas, sin pérdida de estabilidad. Es necesario que el refuerzo longitudinal y transversal dispuesto para este propósito sea modelizado adecuadamente, sobre todo considerando el efecto beneficioso que sobre la ductilidad de las secciones tiene el confinamiento, Barbat *et al.* [11]. En el dimensionado general de las secciones se ha considerado el criterio de pilar fuerte-viga débil.

El análisis de la respuesta no lineal de los edificios estudiados se ha realizado con el programa de elementos finitos PLCd [12], aplicando el procedimiento de empuje incremental (Pushover Analysis) con control de fuerzas para un patrón de distribución creciente con la altura del edificio, Vielma *et al.* [13]. Los pórticos de los edificios se han agrupado conforme a la relación carga sísmica/carga de gravedad, de manera que por cada edificio se tiene un pórtico exterior y otro interior. Del análisis de empuje incremental se obtienen los desplazamientos de los nodos de la estructura, interesando para el posterior análisis los desplazamientos horizontales, que a partir de este punto se señalan como desplomes. En cada incremento de carga se calculan los desplomes de los nudos de control de cada nivel del edificio, hasta que este alcanza el umbral de colapso, a partir del cual ocurre una drástica disminución del cortante en la base, Vielma *et al.* [13]. En la Figura 5 se muestran los desplomes de uno de los edificios estudiados, cuando alcanza el umbral de colapso.

Los Estados Límite considerados en esta investigación y los correspondientes valores que los caracterizan, se resumen en la Tabla 1. El primero es el *Estado Límite Operativo*, corresponde a un desplome para el cual no se alcanzan daños en los elementos mas frágiles como son los cerramientos y acabados. Para el *Estado Límite de Servicio*, el desplome lateral producido por el terremoto ha inducido daños leves en elementos no estructurales, que no requieren una reparación inmediata para hacer habitable el edificio. El *Estado Límite de daños irreparables* consiste en un estado de daños que se han extendido en los elementos secundarios y se han concentrado en determinados elementos estructurales, haciendo que el edificio no sea reparable desde el punto de vista tecnológico o económico. El *Estado Límite de daños extensivos*, se tiene daño estructural en muchos de los pilares y vigas de niveles consecutivos, además de tener graves daños en los componentes no estructurales, sin embargo el edificio aún se mantiene estable. El *Estado Límite de prevención de colapso* es un estado a partir del cual se inicia la pérdida de estabilidad del edificio y se caracteriza por la extensión generalizada de los daños estructurales, llegando a producirse la formación de mecanismos inestables; a partir de este umbral, la estructura no es capaz de soportar incrementos de cargas laterales y pierde su capacidad de soportar el peso propio.

El análisis de la respuesta no lineal de los edificios estudiados se ha realizado con el programa de elementos finitos PLCd [12], aplicando el procedimiento de empuje incremental (Pushover Analysis) con control de fuerzas para un patrón de distribución creciente con la altura del edificio, Vielma *et al.* [13]. Los pórticos de los edificios se han agrupado conforme a la relación carga sísmica/carga de gravedad, de manera que por cada edificio se tiene un pórtico exterior y otro interior. Del análisis de empuje incremental se obtienen los desplazamientos de los nodos de la estructura, interesando para el posterior análisis los desplazamientos horizontales, que a partir de este punto se señalan como desplomes. En cada incremento de carga se calculan los desplomes de los nudos de control de cada nivel del edificio, hasta que este alcanza el umbral de colapso, a partir del cual ocurre una drástica disminución del cortante en la base, Vielma *et al.* [13]. En la Figura 5 se muestran los desplomes de uno de los edificios estudiados, cuando alcanza el umbral de colapso.

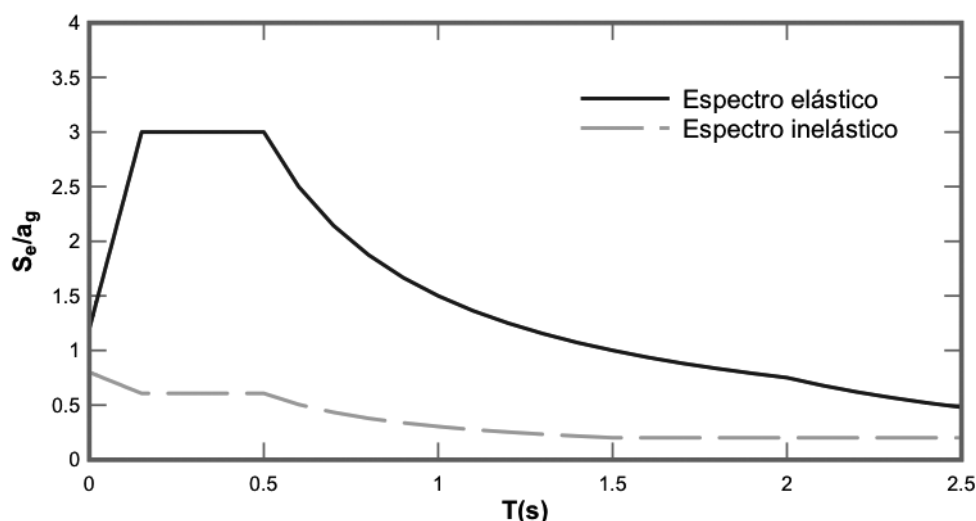


Figura 4. Espectro elástico e inelástico de proyecto, para suelo tipo B según Eurocódigo-8.

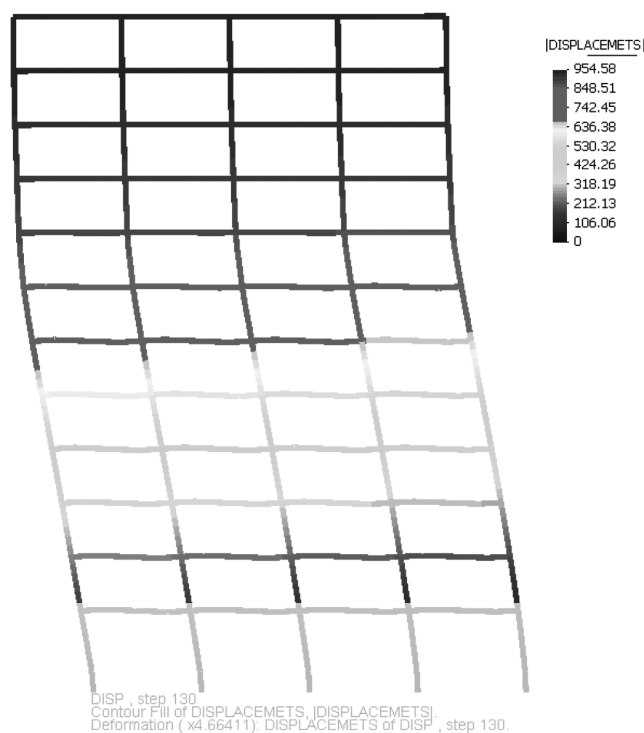
Tabla 1. Estados Límite de daños y sus parámetros de control

Estado límite	Parámetro
Sin daño	$\delta > 0,5\%$
De servicio	$\delta > 1,5\%$
Daños irreparables	$\delta > 2,5\%$
Daños extensivos	$\delta > 3,0\%$
Prevención de colapso	$ID_{EF} \geq 95$

Para cada instante del análisis no lineal, se calculan los desplomes de los nudos de control de cada nivel, por lo que es posible calcular los desplomes relativos para cada valor de cortante en la base. Estos valores de desplomes relativos se grafican contra los valores de los desplomes de un nivel significativo del edificio, generalmente un nodo ubicado en el nivel de cubierta. Este procedimiento ha sido sugerido inicialmente en el documento publicado por SEAOC [14]. En la Figura 6 se muestra un ejemplo de la aplicación del procedimiento antes descrito, considerando el desplome relativo correspondiente al Estado Límite de Servicio (1,5%) se encuentra la intersección de este desplome relativo con la primera de las curvas, que resulta la curva de los niveles 1 y 2, lo que indica que en los pilares que se encuentran entre estos niveles se concentra el mayor daño. Seguidamente, desde el punto de intersección se encuentra el desplome del nivel de cubierta para el que se alcanza el Estado Límite de Servicio. Se procede así hasta determinar los desplomes correspondientes a todos los Estados Límite.

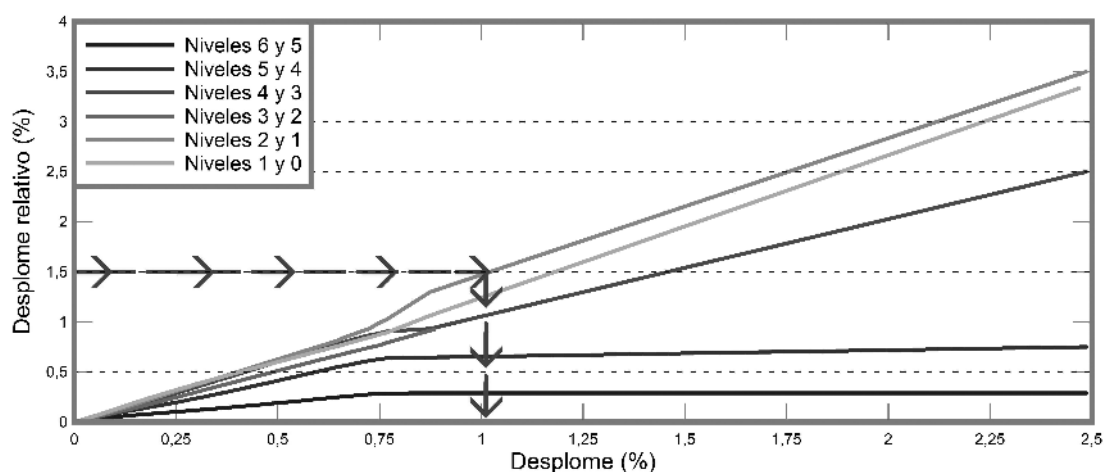
En las Figuras 7 a la 10 se muestran los desplomes relativos vs. los desplomes normalizados respecto a la altura del edificio, correspondientes a los pórticos externos de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, respectivamente.

De éstas figuras se obtienen los umbrales establecidos para los Estados Límite, mediante la intersección del valor del desplome relativo con la primera de las curvas. De este procedimiento resultan valores de desplome

**Figura 5.** Desplomes del pórtico exterior del edificio de 12 niveles y cuatro vanos,

mes normalizados del nivel de cubierta, para cada una de las configuraciones en planta y elevación.

En las figuras anteriores se observa la intersección de las líneas de desplomes relativos correspondientes a los Estados Límite. Con esta intersección permite determinar los niveles en los que se concentra el daño, por ejemplo, para el edificio de tres niveles la primera curva interceptada corresponde a los desplomes relativos entre los niveles 0 y 1, por lo que el mayor daño se concentra en la planta baja del edificio. En el edificio de seis niveles se obtienen los mayores desplomes entre los niveles 1 y 2, mientras que en los edificios de nueve y doce niveles los mayores desplomes relativos se evidencian en los niveles intermedios, debido a que en

**Figura 6.** Determinación de los umbrales de los Estados Límite.

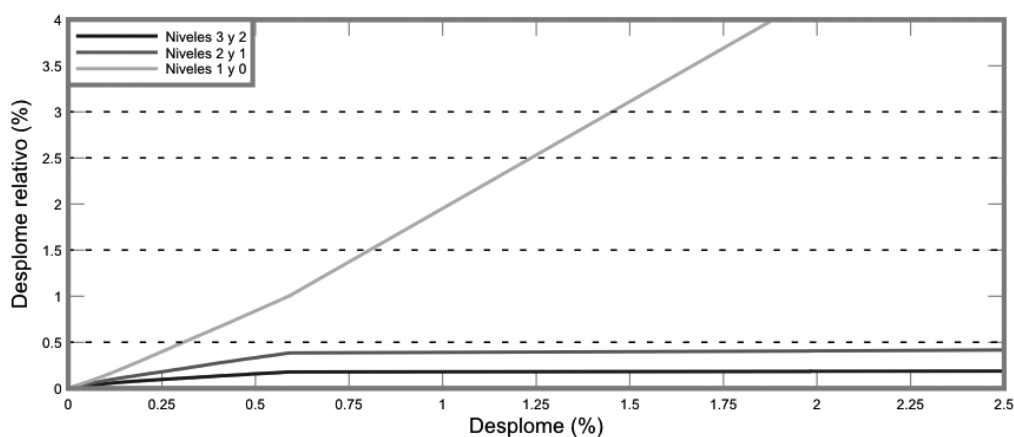


Figura 7. Evolución de los desplazamientos relativos del pórtico exterior del edificio de 3 niveles y 3 vanos.

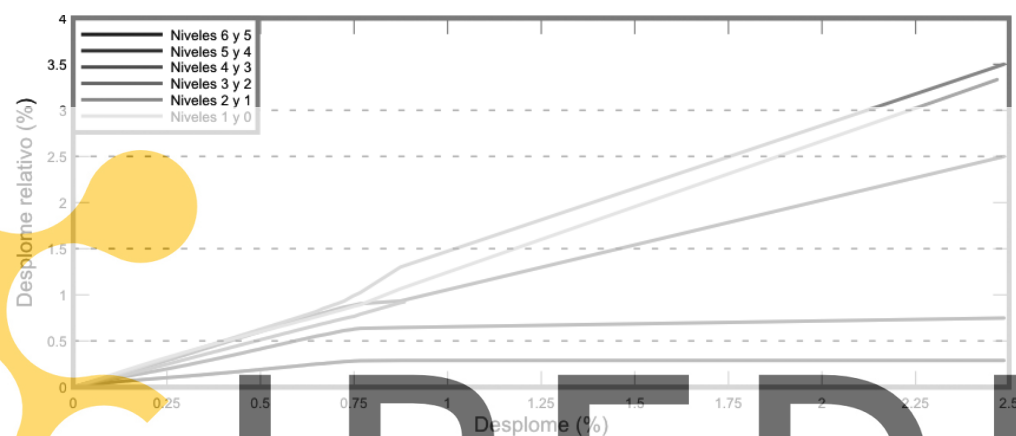


Figura 8. Evolución de los desplazamientos relativos del pórtico exterior del edificio de 6 niveles y 3 vanos.

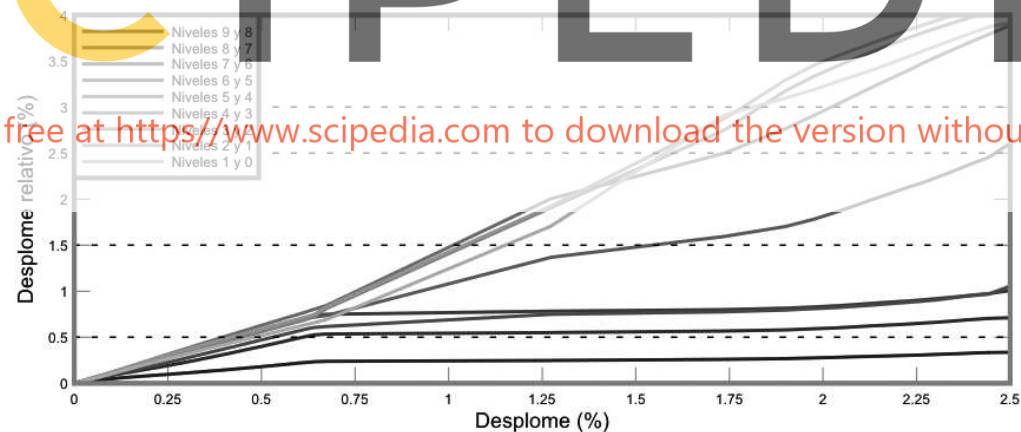


Figura 9. Evolución de los desplazamientos relativos del pórtico exterior del edificio de 9 niveles y 3 vanos.

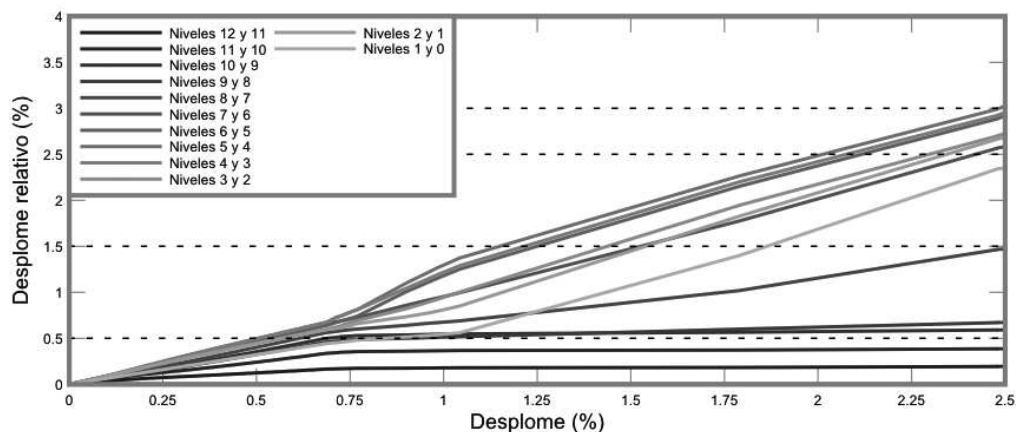


Figura 10. Evolución de los desplazamientos relativos del pórtico exterior del edificio de 12 niveles y 3 vanos.

SCIPEDIA

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

estos edificios el modo global de fallo está vinculado con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles intermedios.

3. RESULTADOS

Los edificios se han agrupado aplicando el criterio de la misma altura, con la finalidad de obtener los valores medios, la desviación estándar y el coeficiente de variación de los umbrales de daño. Desde la Figura 11 a la 14 se muestran los resultados obtenidos para los pórticos exteriores de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, respectivamente.

Los resultados muestran que los valores medios de los desplomes normalizados correspondientes a un Estado Límite específico, presentan valores similares, independientemente de la altura de los edificios, excepto para el caso de los edificios de tres niveles, para los que los valores son menores en comparación con los de los edificios de seis, nueve y doce niveles. Esto último puede atribuirse a que los edificios de tres niveles tienen un mecanismo de fallo global que involucra la formación de rótulas plásticas en los extremos de los pilares del primer nivel, mejor conocido como mecanismo de fallo por *planta baja débil*, mientras que el resto de los edificios tienen un mecanismo de fallo relacionado con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles bajos e intermedios. Los resultados

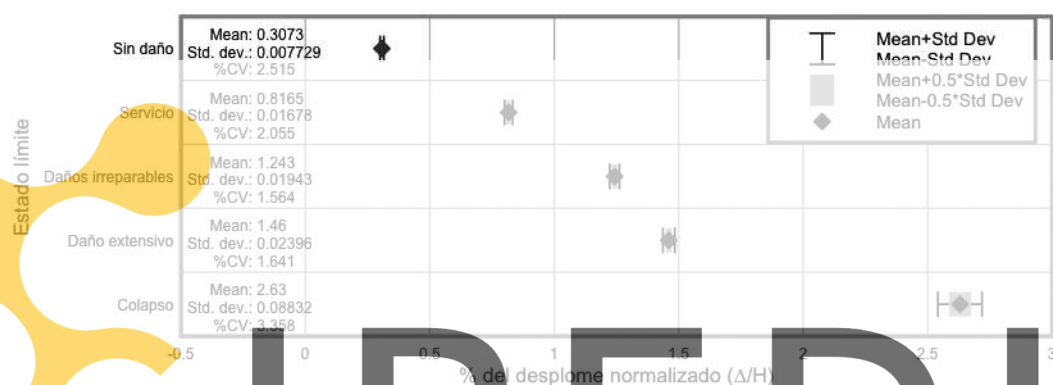


Figura 11. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de tres niveles.



Figura 12. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de seis niveles.

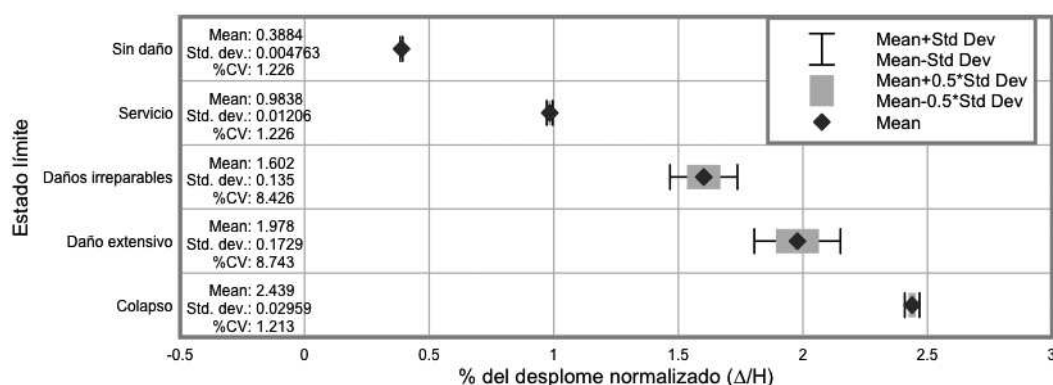


Figura 13. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de nueve niveles.

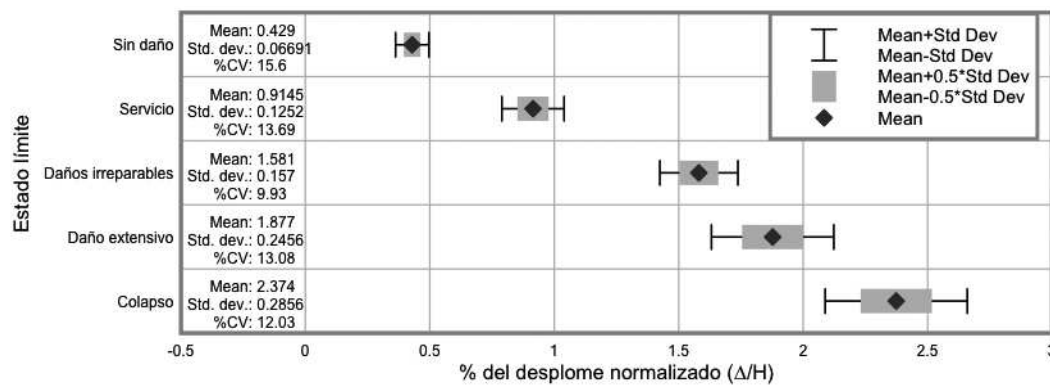


Figura 14. Umbral de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de doce niveles.

obtenidos para todos los pórticos pueden consultarse en Vielma [8].

En el caso específico del Estado Límite de Colapso, los valores medios de los desplomes normalizados se aproximan a 2,5% para todos los edificios.

Al graficar los valores medios de los desplomes normalizados más o menos una y media desviación estándar, es evidente que los valores muestran una cierta dispersión, por tanto las bandas generadas se pueden aplicar

como *umbrales* en el proyecto por desplazamientos o por prestaciones de edificios de hormigón armado o en la evaluación de edificios existentes.

Como ejemplo de la aplicación de los valores de los umbrales de los Estados Límite, se consideran los desplomes para el umbral de daños irreparables, que sería el máximo desplome que debería alcanzar un edificio. Los desplomes correspondientes a dicho Estado Límite se han graficado en las curvas de capacidad que se muestran entre la Figura 15 y la Figura 18.

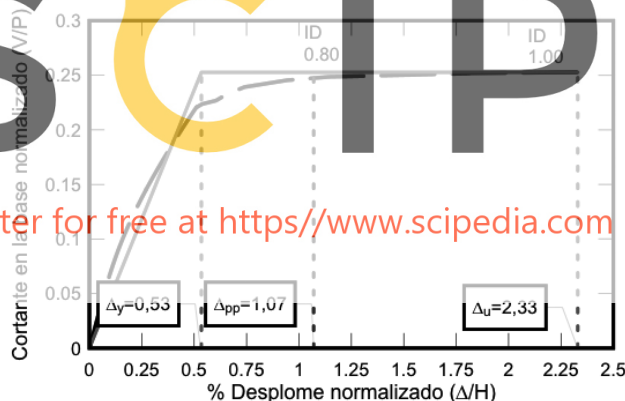


Figura 15. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de tres niveles.

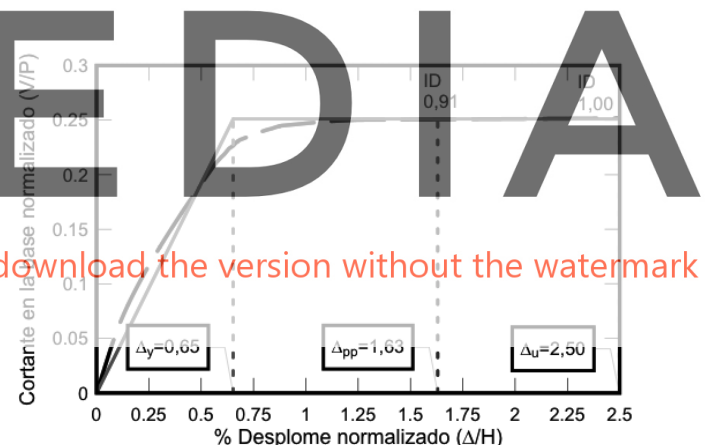


Figura 16. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de seis niveles.

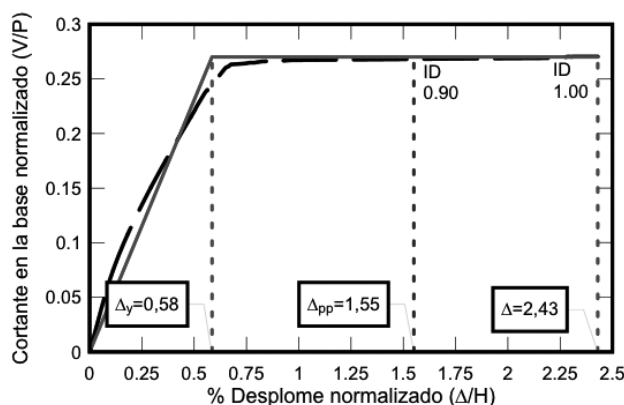


Figura 17. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de nueve niveles.

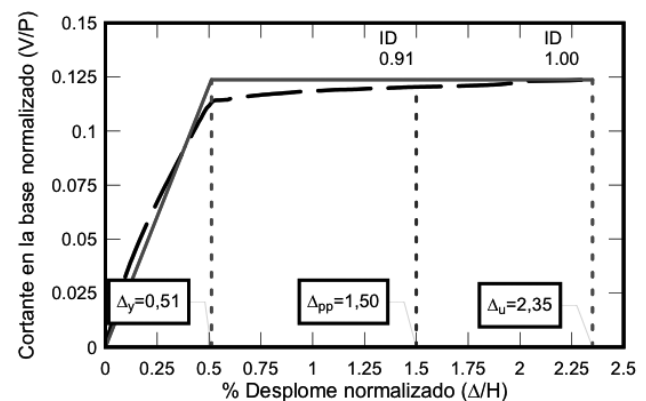


Figura 18. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de doce niveles.

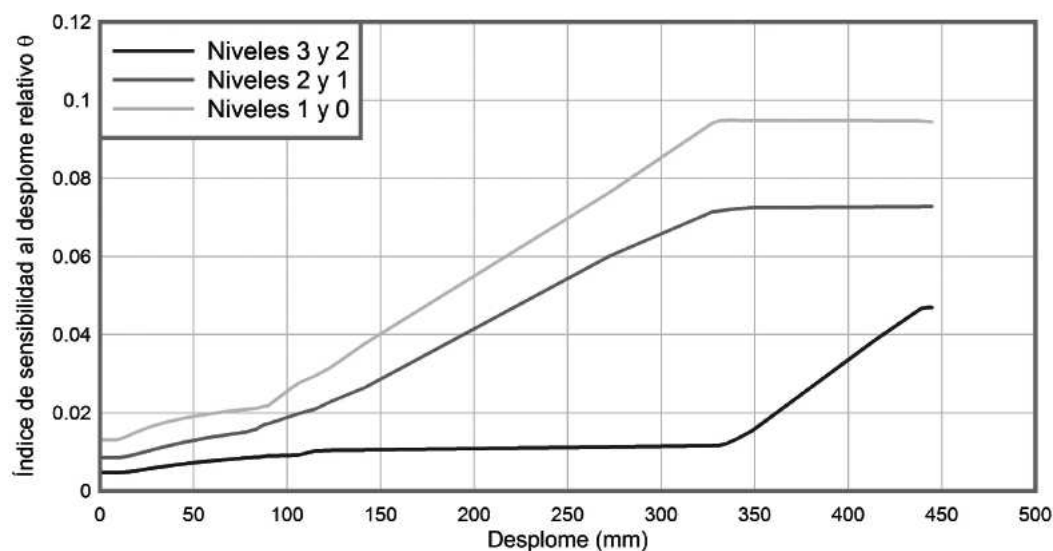


Figura 19. Evolución del índice de sensibilidad θ respecto al desplome del nivel de cubierta.

Otro aspecto interesante resulta de la aplicación del índice de daño objetivo, Vielma *et al.* [7], correspondiente al Estado Límite considerado. Estos valores se pueden presentar junto a los de la ductilidad por prestaciones, permitiendo una evaluación rápida del proyecto de un edificio de hormigón armado, mediante la verificación de la curva de capacidad. Los valores que se han calculado corresponden a la ductilidad por prestaciones para el Estado Límite de Daños Irreparables y al índice de daño asociado con este Estado Límite. Conforme a estos valores, el pórtico interno del edificio de 3 niveles tiene un índice de daño objetivo de 0,80 con una ductilidad por prestaciones de 2,02 para el Estado Límite de daños irreparables. Ambos valores permiten apreciar que este edificio alcanza un nivel de deterioro mayor para desplomes normalizados que los edificios con los desplomes de los demás edificios, debido al fallo anticipado de los pilares de la planta baja, véase la Tabla 2. Por el contrario, los edificios de 6, 9 y 12 niveles, muestran valores de índice de daño y ductilidad por prestaciones más elevados, debido a que su mecanismo de fallo global está vinculado con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas.

Finalmente, se ha evaluado el índice de sensibilidad θ prescrito en el EC-8. El valor de este índice condiciona si es necesario o no aplicar procedimientos de segundo orden en el análisis elástico convencional. Con los datos del análisis no lineal del pórtico exterior del edificios de tres niveles, se ha aplicado la Ecuación (2), obteniéndose los valores de θ para cada incremento del desplome lateral del nodo de control ubicado en el centro de rigi-

dez del nivel de cubierta. Al graficar la evolución del índice de sensibilidad (calculado para los diferentes niveles que conforman el pórtico) contra los desplomes se obtienen las curvas de la Figura 19.

En la Figura anterior se aprecia que en el nivel de planta baja el índice de sensibilidad evoluciona más rápidamente, sin embargo no se alcanza el valor mínimo de 0,1 exigido para la aplicación del análisis de segundo orden. Esto resulta llamativo dado que para un estado de desplomes cercano al desplome último el efecto $P-\Delta$ es determinante en el fallo del edificio, por tanto el valor mínimo de 0,1 resulta muy alto para el caso evaluado.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

4. CONCLUSIONES

Mediante el análisis no lineal de edificios porticados de hormigón armado se ha podido determinar umbrales de daño correspondientes a Estados Límite específicos. Seguidamente se señalan las principales conclusiones obtenidas.

Los umbrales de daño calculados para edificios de diferentes alturas y número de vanos variable, tienen valores de desplomes normalizados que prácticamente son constantes para los diferentes Estados Límite considerados en este trabajo, excepto para el caso de los edificios bajos. Dentro de estos valores, se tiene que para un Estado Límite de Colapso, los edificios alcanzan desplomes normalizados cercanos al 2,5 %.

Tabla 2. Valores de la ductilidad por prestaciones y los índices de daño objetivo asociado

Número de niveles	Ductilidad por prestaciones μ_{pp}	Índice de daño
3	2,02	0,80
6	2,61	0,91
9	2,67	0,90
12	2,94	0,91

La diferencia entre los valores de los umbrales de daño calculados para edificios bajos (3 niveles) respecto a los calculados para edificios de mayor altura (6, 9 y 12 niveles) es debida al mecanismo de colapso.

A partir de los umbrales de los Estados Límite es posible determinar los valores de la ductilidad por prestaciones μ_{pp} .

Resulta conveniente aplicar los valores de la ductilidad por prestaciones conjuntamente con los de los índices de daño objetivo, lo que posibilita una evaluación rápida del comportamiento sísmico de los edificios, partiendo de una verificación de sus curvas de capacidad.

Entre los casos de estudio de esta investigación, los edificios bajos presentan los menores valores de índice de daño y de ductilidad por prestaciones para un Estado Límite de Daños Irreparables, lo que se atribuye al mecanismo de fallo de estos edificios.

Se ha evaluado el índice de sensibilidad propuesto en el EC-8, encontrando que para el caso analizado el valor de 0,1 no se alcanza aún en el umbral de colapso.

REFERENCIAS

- [1] Calvi, G. M. *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 3, 1999, pp. 411–438.
- [2] Kappos, A. J. and Manafpour, A. *Seismic design of r/c buildings with the aid of advanced analytical techniques*. Engineering Structures, vol. 23, 2001, pp. 319–332.
- [3] FEMA (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Rep. No FEMA 273 (Guidelines) and Rep. No FEMA-274 (Commentary). Washington: Federal Emergency Management Agency.
- [4] Mwafi, A. and Elnashai, A. *Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced concrete buildings*, The Structural Design of Tall Buildings, vol. 11, 2002, pp. 329–351.
- [5] Lu, Y. *Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures*, Journal of Structural Engineering, vol. 128, 2002, pp. 169–178.
- [6] Balendra, T. and Huang, X. *Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to bs5950*, Journal of Structural Engineering, vol. 129, 2003, pp. 1019–1035.
- [7] Vielma, J. C. Barbat, A. H. y Oller, S. *Un índice de daño sísmico para la evaluación de edificios de hormigón armado*, Hormigón y Acero, vol. 59, n° 248, 2007, pp. 53–64.
- [8] Vielma, J. C. (2008). *Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón mediante la respuesta no lineal*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Cataluña.
- [9] C.E.N. (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels: Comité Européen de Normalisation.
- [10] C.E.N. (2001). *Eurocode 2: design of concrete structures*. Brussels: Comité Européen de Normalisation.
- [11] Barbat, A. H. Vielma, J. C. y Oller, S. (1997). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Madrid: Serie de monografías ARCER.
- [12] PLCd. (1991-2008) *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education* Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).
- [13] Vielma, J. C. Barbat, A. H. y Oller, S. *Comparación de los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8*. Hormigón y Acero, vol. 58, n° 246, 2007, pp. 79–95.
- [14] SEAOC, (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*, Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento, California.